

# NELINEARNA POŽARNA ANALIZA JEKLENIH OKVIRNIH KONSTRUKCIJ NONLINEAR FIRE ANALYSIS OF STEEL FRAME STRUCTURES

**Tomaž Hozjan, univ. dipl. inž. grad.**<sup>1,2</sup>

thozjan@fgg.uni-lj.si

**doc. dr. Sebastijan Bratina, univ. dipl. inž. grad.**<sup>1</sup>

sbratina@fgg.uni-lj.si

**izr. prof. dr. Stanislav Srpčič, univ. dipl. inž. grad.**<sup>1</sup>

ssrpccic@fgg.uni-lj.si

**Znanstveni članek**

UDK 624.014.2:620.17/.18:536.46:51-7

**Povzetek** | V članku je prikazan računski postopek analize mehanskega odziva jeklenih linijskih konstrukcij, izpostavljenih sočasnemu delovanju mehanske in požarne obtežbe. Požarna analiza je razdeljena na tri med seboj matematično nepovezane faze. Materialni in temperaturni parametri konstrukcijskega jekla so upoštevani skladno z evropskimi standardi za jeklene konstrukcije Evrokod 3. Geometrijska nelinearnost je zajeta z uporabo učinkovitega deformacijskega končnega elementa, vpeljanega na podlagi geometrijsko točne teorije linijskega nosilca. Pri razčlenitvi geometrijskih deformacij na mehanske, temperaturne in viskozne je uporabljeno adicijsko pravilo. Poudarek je na primerjavi dveh materialnih modelov, in sicer časovno odvisnega bilinearnega modela in časovno neodvisnega bilinearnega modela z eliptičnim vmesnim delom, ki je predpisan v evropskem standardu Evrokod 3. Pri prvem od obeh modelov so viskozne deformacije ovrednotene z Williams-Leirovo enačbo viskoznega lezenja. Z računskim primerom ravninskega okvirja, izpostavljenega lokalnemu požaru v določenem sektorju, je predstavljena globalna računsko analiza jeklenih konstrukcij v razmerah, ki vladajo v požaru.

**Summary** | The paper presents the computational procedure for the nonlinear fire analysis of steel frame structures, being simultaneously exposed to mechanical and fire loads. The fire analysis is divided into three mathematically uncoupled phases. The material and temperature parameters of structural steel are taken into consideration with regard to the European standard Eurocode 3. Geometrical nonlinearity is accounted for by the use of an efficient finite element formulated on the basis of geometrically exact beam theory. The calculation is based on the additive principle where the geometrical strain increment is composed as a sum of mechanical, temperature and viscous part. The emphasis is laid on the comparison between two material models: the time dependent bilinear model within which the viscous strains are evaluated by William-Leir's equation and the time independent bilinear-elliptical material model proposed by the European standard Eurocode 3. A numerical example of multi-bay steel plane frame exposed to local fire in a certain frame sector is presented in order to show the global computational analysis of steel structures in real fire.

<sup>1</sup> Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, 1000 Ljubljana

<sup>2</sup> Trimco d.d., Prijateljjeva cesta 12, 8210 Trebnje

## 1 • UVOD

Razvite zahodnoevropske države in ZDA imajo sorazmerno natančne in stroge predpise glede upoštevanja požarne varnosti pri arhitektonski zasnovi stavb in izbiri materialov na izpostavljenih mestih. V teh predpisih, ki jih v glavnem uporabljajo tudi naši projektanti, gre v večini primerov za zahteve glede tako imenovane požarne odpornosti funkcionalnih in konstrukcijskih elementov zgradb. Pojem požarne odpornosti se praviloma nanaša na eksperimentalno preverjeno vzdržljivost elementov in konstrukcijskih sklopov pri standardiziranem načinu segrevanja v poskusni peči. Zahtevana stopnja požarne odpornosti je odvisna od urbanističnih, socioloških, konstrukcijskih, funkcionalnih in drugih pogojev.

V strokovni literaturi in nekaterih nacionalnih tehničnih predpisih so podane s standardiziranimi eksperimentalnimi postopki podprte tabele in poenostavljene empirične formule za hitro preverjanje požarne varnosti posameznih elementov konstrukcij, na primer nosilcev, stebrov ali enostavnih okvirjev pri idealnih robnih pogojih. S takimi eksperimentalnimi in računskimi postopki je sicer mogoče razmeroma zanesljivo opisati lokalno obnašanje elementov pri visokih temperaturah. Žal pa še tako zanesljivi rezultati preiskav v poskusni peči ne morejo dati odgovora na vprašanje o mehanizmu globalnega obnašanja določene sestavljene konstrukcije v realnem požaru. Na nastanek, razvoj in potek požara ter na obnašanje posameznih elementov in konstrukcije kot celote med požarom vpliva namreč zelo veliko parametrov, katerih spreminjanja in medsebojnih odvisnosti eksperimentalno ni mogoče upoštevati. Poleg tega so tovrstne preiskave praviloma zelo zahtevne glede potrebne eksperimentalne opreme in temu primerno drage. Zato je razumljivo, da je razvoj raziskav na področju požarnega inženirstva usmerjen k metodam za računsko modeliranje termodynamičnih in termomehanskih procesov pri požarih in obnašanja konstrukcij v teh procesih. Le z učinkovitim matematičnim orodjem je namreč mogoče opraviti veliko število parametričnih študij in zajeti vplive različnih parametrov na značaj požara in obnašanje konstrukcije v njem. Seveda se pomen eksperimentalnega dela pri tem ne zmanjšuje; nasprotno, eksperimentalni podatki o termodynamičnih in termomehanskih lastnostih ma-

terialov, elementov in konstrukcijskih sklopov so osnova za vsakršno računsko obdelavo problema, njihova zanesljivost pa je toliko pomembnejša, kolikor boljša so razpoložljiva matematična in računalniška orodja.

Za namene računске analize so zanimivi predvsem eksperimentalni podatki, ki omogočajo formulacijo konstitucijskih modelov konstrukcijskih materialov. Pri teh preiskavah gre v večini primerov za enosne poskuse na standardnih vzorcih materiala, s katerimi določamo sovisnosti med deformacijami, napetostmi in temperaturo. Vendar pri tem naletimo na dodatno težavo; znano je namreč, da se v temperaturnem območju nad 400 °C pri običajnih napetostih v jeklenih vzorcih pojavijo izrazite viskozne, torej časovno odvisne deformacije, ki z višanjem temperature občutno naraščajo in pogosto celo prevladajo nad mehanskimi in temperaturnimi deformacijami. Pri eksperimentalnem delu torej nastopi čas kot dodatna spremenljivka, kar eksponentno poveča število potrebnih poskusov. Poleg tega se pojavi tudi vprašanje, kako pri visokih temperaturah dovolj natančno ločiti viskozne od plastičnih deformacij. Da bi se izognili opisanim nejasnostim, se v literaturi pojavljajo poenostavljeni, časovno neodvisni modeli, zasnovani na predpostavki, da je v neelastičnem delu zajeto tudi viskozno lezenje jekla. Ustrezni napetostno-deformacijski diagrami so konstruirani pri različnih temperaturah, doseženih z enakomernim segrevanjem, neelastični del pa je praviloma modeliran s kombinacijo eliptičnega in linearnega poteka. Tak časovno neodvisen materialni model je predlagan tudi v Evrokodu 3 (EC3, 2003), pri čemer je naveden tudi interval hitrosti segrevanja (2 do 50 K/min). Vendar poglobljeni poskusi kažejo, da hitrost segrevanja pomembno vpliva na razvoj deformacij (Huang, 2004). Za realne požare so značilni veliki razponi temperaturnih gradientov, zato je uporabnost časovno neodvisnih materialnih modelov v računski analizi jeklenih konstrukcij v realnih požarih omejena. Verodostojne rezultate lahko pričakujemo le tedaj, ko temperatura v bistvenih delih konstrukcije ne preseže 450 °C. To pa je možno zgolj v primerih toplotno zaščitene konstrukcije ali pa pri tako majhnih zalogah gorljivih snovi v požarnem prostoru, da se požar ne more razviti do polne intenzitete.

Z namenom izpopolnitve računskih metod, s katerimi bi bilo mogoče bolj natančno opisati globalno obnašanje jeklenih konstrukcij v požaru, je bilo v zadnjem desetletju izvedenih nekaj večjih testov v naravnem merilu. Med najbolj odmevnimi je bila preiskava osem-etažne jeklene poslovne zgradbe (Newman, 2001) v Cardingtonu (VB). V sklopu te preiskave je bilo opravljenih šest večjih eksperimentov, in sicer od preizkušanja posameznih nosilcev in okvirja do večjega poslovnega prostora. Rezultati so pokazali, da lahko jeklene konstrukcije z višjo stopnjo statične nedoločenosti pri sektorskem požaru ohranijo nosilno integriteto vse tja do temperature 1000 °C, in to brez dodatne požarne zaščite. Na podlagi tega eksperimenta je bilo izdelanih več računalniških programov za termomehansko analizo okvirnih konstrukcij, ki v večji ali manjši meri zajemajo posebnosti obravnavanega problema.

V slovenskem prostoru smo se z numeričnimi raziskavami problemov požarnega inženirstva začeli ukvarjati v osemdesetih letih prejšnjega stoletja. Prvo uporabno programsko orodje za numerične preiskave jeklenih linijskih konstrukcij pri požarni obtežbi predstavlja program NONFIRE (Srpčič, 1991). Program je nastal kot modificirana verzija programa NONFRAN (Banovec, 1988). S smiselno povezavo Van Foekenovega bilinearnega mehanskega modela in Williams-Leirove enačbe viskoznega tečenja je bil razvit razmeroma obvladljiv konstitucijski model konstrukcijskega jekla pri visokih temperaturah, ki je v kombinaciji z naprednim nelinearnim linijskim končnim elementom (Banovec, 1986) omogočal geometrijsko, materialno in časovno nelinearno numerično analizo jeklenih ravninskih okvirjev pri spremenljivi mehanski in temperaturni obtežbi. Pomembno izboljšavo in razširitev v numeričnem in vsebinskem pogledu pomeni program NFIRA (Bratina, 2003) in je namenjen predvsem računski obravnavi armiranobetonskih konstrukcij v požaru. V programu je uporabljen učinkovit linijski končni element (Planinc, 1998), ki je zasnovan na geometrijsko točni Reissnerjevi teoriji ter Bernoullijevi predpostavki o ravnih prečnih prerezih.

Za namene tega članka je uporabljena modificirana verzija programa NFIRA, prirejena za računanje jeklenih ravninskih okvirjev pri požarni obtežbi. V programu sta vgrajena časovno neodvisni bilinearno-eliptični materialni model, podan v standardu Evrokod 3 (EC3, 2003), ter bilinearni mehanski model z viskoznim lezenjem jekla (Srpčič, 1991).

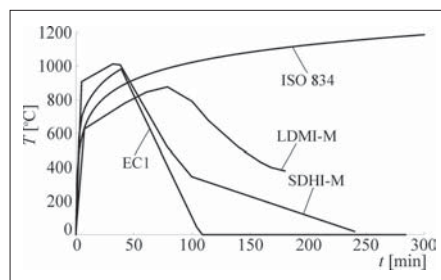
## 2 • RAČUNSKI POSTOPEK POŽARNE ANALIZE KOSTRUKCIJ

Matematično modeliranje fizikalne interakcije med požarnim prostorom in konstrukcijo je zaradi velikega števila parametrov zelo zapleteno. Skladno s prvim zakonom termodinamike je sprememba notranje energije enaka vsoti dovedene toplote in vložnega dela. Ker je pri požarih vpliv opravljenega mehanskega dela na spremembo temperaturnega polja konstrukcije v primerjavi z vplivom dovedene toplote sorazmerno majhen, ga lahko pri računu temperaturnega polja jeklenih konstrukcij zanemarimo. S tem lahko požarno analizo konstrukcij razdelimo na tri med seboj matematično nepovezane faze. V prvi fazi določimo razvoj temperature v požarnem prostoru. V drugi fazi izračunamo časovno in prostorsko razporeditev temperature po konstrukciji, ki pove, kako temperatura konstrukcije sledi ogrevanju in ohlajevanju požarne okolice. V tretji, zadnji fazi, pa analiziramo mehanski odziv konstrukcije na sočasen vpliv časovno spremenljive mehanske in temperaturne obtežbe.

### 2.1 Določitev časovnega poteka temperature okolice med požarom

Analično obravnavanje razvoja temperatur med požarom je zaradi velikega števila dejavnikov, ki so bolj ali manj slučajni, zelo zapletena naloga. V inženirski praksi so zato v rabi različne poenostavitve v obliki parametričnih požarnih krivulj, ki so zasnovane na rezultatih eksperimentov in s katerimi skušamo opisati časovni potek temperature med požarom. Požarne krivulje lahko razdelimo v dve skupini. V prvi skupini so krivulje, ki predstavljajo skrajno poenostavitev realnega požara; to so standardne požarne krivulje (ISO834, BS476, ASTM E119). Uporabljajo jih večinoma v požarnih laboratorijih za eksperimentalno določanje požarne nosilnosti posameznih elementov konstrukcije. Na teh krivuljah temelji tudi večina poenostavljenih analitičnih metod v požarnem inženirstvu. Temperatura okolja pri teh krivuljah ves čas narašča, zato so te krivulje za globalno mehansko analizo konstrukcij, ki so izpostavljene naravnim požarom, praktično neuporabne. Drugo skupino tvorijo parametrične požarne krivulje, s katerimi skušamo kolikor je mogoče realno opisati potek naravnega požara. Na obliko teh krivulj vpliva veliko parametrov, predvsem zaloga gorljivega materiala ter velikost, oblika in možnost prezračevanja pro-

stora. Na sliki 1 so prikazane različne požarne krivulje. Poleg standardne požarne krivulje ISO834 so prikazane še nekatere parametrične krivulje za simulacijo realnega požara. S krivuljama EC1 in SDHI-M je opisan kratkotrajen požar visoke jakosti, kar ustreza pisarniškim prostorom. Požar v skladiščnih prostorih, kjer je veliko gorljive snovi in so manj zračeni, opisuje krivulja LDMI-M.



Slika 1 • Parametrične požarne krivulje

### 2.2 Časovna razporeditev temperature v jeklenih elementih konstrukcije

Glede na znan časovni režim požara določimo prostorsko in časovno razporeditev temperature po elementih konstrukcije kot rešitev problema nestacionarnega prostorskega prevajanja toplote. S sevanjem, konvekcijo in kondukcijo prihaja do prenosa toplote iz okolja na konstrukcijo in obratno. Matematično gledano moramo pri tem rešiti parcialno diferencialno enačbo za nestacionarno prevajanje toplote po konstrukciji s pripadajočimi robnimi in začetnimi pogoji.

Pri določitvi temperaturnega polja linijske konstrukcije običajno predpostavimo, da je temperatura v požarnem sektorju ali pa vsaj na območju dolžine elementa homogena, zato lahko spreminjanje temperature v vzdolžni smeri linijskega elementa zanemarimo. Tako je za določitev temperaturnega polja določenega elementa konstrukcije potrebno določiti spreminjanje temperature po karakterističnem prečnem prerezu elementa.

Pri jeklenih konstrukcijah so za nosilne elemente največkrat uporabljeni tenkostenski nosilci. Zaradi njihove posebne oblike in velike temperaturne prevodnosti kovin lahko predpostavimo, da je temperatura v vsakem trenutku enakomerna po celotnem prečnem prerezu nosilca in s tem tudi po celotnem elementu. Z upoštevanjem te predpostavke lahko temperaturna polja posameznih elementov

konstrukcije določimo s pomočjo rekurzivnih formul (EC3, 2003), (Srpčič, 1991)) v odvisnosti od tako imenovanega faktorja masivnosti prereza  $m = o/A$ , kjer je  $o$  obseg,  $A$  pa površina prečnega prereza.

### 2.3 Mehanski odziv konstrukcije na časovno spremenljivo mehansko in temperaturno obtežbo

V predstavljenem računskem postopku za geometrijsko in materialno nelinearno analizo jeklenih konstrukcij pri požarni obtežbi rešujemo sistem posplošenih ravnotežnih enačb konstrukcije z Newtonovo inkrementno-iteracijsko metodo (Bratina, 2003). Pri tem celotni čas trajanja požara razdelimo na časovne korake ( $t^i, t^{i+1} = t^i + \Delta t$ ). Znotraj  $i$ -tega časovnega koraka pri znanem prirastku obtežnega faktorja izračunamo popravke posplošenih vzdolžnih pomikov do želene natančnosti. Analiza temelji na predpostavki, da so posamezna vzdolžna materialna vlakna izpostavljena enosnemu napetosnemu stanju. S tem se pri formulaciji konstitucijskih enačb neposredno navežemo na rezultate enosnih preizkusov. V smislu Lagrangevega opisa se napetosti in deformacije nanašajo na začetno, nedeformirano stanje nosilca. Ob upoštevanju rezultatov predhodne faze lahko privzamemo, da je temperatura v vsaki točki elementa znana funkcija časa  $T = T(t)$ . Da bi lahko upoštevali geometrijsko in materialno nelinearnost problema, definiramo zveze med geometrijsko deformacijo  $\epsilon$ , temperaturo  $T$ , časom  $t$  in vzdolžno normalno napetostjo  $\sigma$  v inkrementni obliki. Pri tem prirastek geometrijske deformacije  $\Delta\epsilon$  izračunamo po adicijskem pravilu

$$\Delta\epsilon = \Delta\epsilon_M + \Delta\epsilon_T + \Delta\epsilon_C, \quad (1)$$

kjer je  $\Delta\epsilon_M$  prirastek mehanske deformacije,  $\Delta\epsilon_T$  prirastek temperaturne deformacije in  $\Delta\epsilon_C$  prirastek časovno odvisne viskozne deformacije. Pri računu nepetosti prečni prerez razdelimo na posamezna območja, znotraj vsakega pa uporabimo  $3 \times 3$  ploskovno Gaussovo numerično integracijo. Mehansko stanje, pri katerem postane tangentna togostna matrika globalne konstrukcije singularna, razumemo kot mejno nosilnost konstrukcije. Čas, pri katerem se to zgodi, imenujemo kritični čas, pripadajočo temperaturo okolja pa kritična temperatura ( $t_{cr}, T_{cr}$ ).

#### 2.3.1 Prirastek temperaturnih deformacij

Prirastek temperaturne deformacije  $\Delta\epsilon_T$  pri spremembi temperature  $\Delta T = T^{i+1} - T^i$  izraču-

namo v skladu s standardom Evrokod 3 (EC3, 2003), kjer je temperaturna deformacija podana s formalnim izrazom  $\varepsilon_T = f(T)$ . Tako znotraj časovnega koraka ( $t^i, t^{i+1}$ ) določimo prirastek temperaturne deformacije z izrazom

$$\Delta \varepsilon_T = \varepsilon_T^{i+1} - \varepsilon_T^i. \quad (2)$$

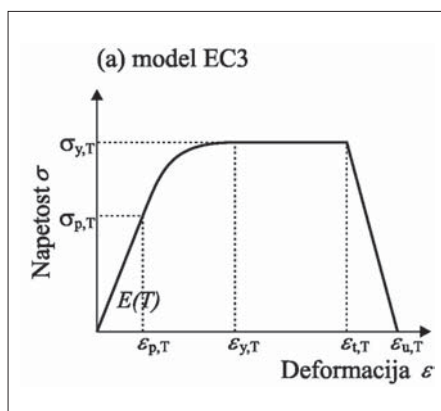
### 2.3.2 Prirastek mehanske deformacije

Prirastek mehanske deformacije, ki je z vzdolžno normalno napetostjo povezan s parametri enoosnega preizkusa in ni eksplisitno odvisen od časa oziroma temperature, je sestavljen iz prirastka elastičnega  $\Delta \varepsilon_E$  in plastičnega  $\Delta \varepsilon_P$  dela deformacij. Zaradi adicijskega pristopa lahko prirastek mehanske deformacije izračunamo iz enačbe (1). Tako dobimo:

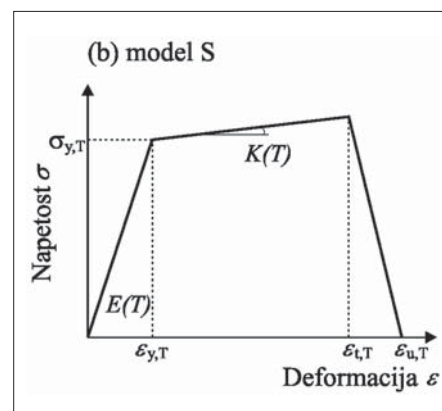
$$\Delta \varepsilon_M = \Delta \varepsilon_E + \Delta \varepsilon_P = \Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon_T - \Delta \varepsilon_C. \quad (3)$$

V tem prispevku uporabimo za račun nape-tosti dva materialna modela. Na sliki 2 je prikazan časovno neodvisni bilinearni materialni model z eliptičnim prehodom, kakršnega podaja Evrokod 3 (EC3, 2003) in ga zato označimo z EC3. Enoosni materialni diagram ima štiri dele. Prvi del opisuje linearno elastično obnašanje jekla. Neelastični del je opisan z eliptičnim prehodom v območje brez utrditve, četrti del pa predstavlja mehčanje oziroma porušitev. Model je vpeljan ob predpostavki, da je v neelastičnem delu zajeto tako plastično kakor tudi viskozno tečenje jekla. Drugi uporabljeni model z oznako S (Srpčič, 1991) je zasnovan kot kombinacija časovno neodvisnega bilinearnega elastično – plastičnega modela, ki povezuje napetost z mehanskim delom deformacije (slika 3), ter viskoznega modela, ki opisuje deformiranje v odvisnosti od časa. V mehanskem delu modela je uporabljen kinematični model utrjevanja, s katerim vsaj približno simuliramo znani Bauschingerjev efekt. To je pomembno zlasti pri statično nedoločenih konstrukcijah v razmerah realnega požara, kjer je umestno pričakovati ciklično spreminjanje napetosti ter prehode iz plastičnega napetostnega stanja v nategu v plastifikacijo v tlaku in obratno. Viskozni del časovno odvisnega materialnega modela je opisan v razdelku 2.3.3.

Dobro je znano, da se z višanjem temperature pomembno znižuje togost jeklenih elementov, saj tako modul elastičnosti kakor tudi napetost na meji tečenja pri tem nelinearno upadeta. Pri modelu EC3 zajamemo spreminjanje materialnih parametrov enoosnega preizkusa skladno s standardom Evrokod 3, pri modelu



Slika 2 • Eliptični materialni model



Slika 3 • Bilinearni materialni model

S pa uporabimo francoske predpise (Construction metallique, 1976).

$$\frac{d\varepsilon_C}{dt} = \text{sign}(\sigma) b_1 \coth^2(b_2 \varepsilon_C). \quad (4)$$

### 2.3.3 Prirastek viskozne deformacije

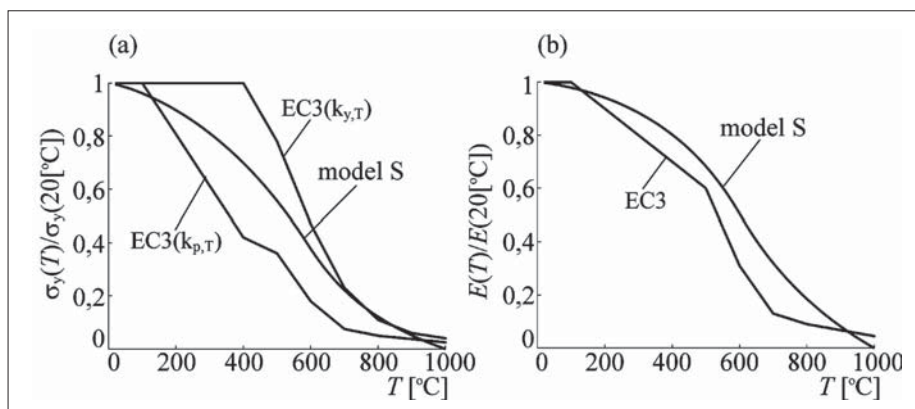
Pri normalni temperaturi in pri napetostih, ki ne dosegajo ekstremnih vrednosti, je viskozno tečenje konstrukcijskega jekla praktično zanemarljivo. Pri temperaturah nad 400 pa poskusi kažejo, da se pri konstantnih napetostih deformacije s časom razmeroma hitro povečujejo. V območju časovnih intervalov, ki so značilni za trajanje realnih požarov, gre za razvoj viskoznih deformacij v primarni in sekundarni fazi. V literaturi je predlaganih več modelov za opis viskoznega deformiranja jekla pri visokih temperaturah. Med njimi je najbolj znan in eksperimentalno dokumentiran Harmathyjev model, ki temelji na Dornovi teoriji viskoznega lezenja jekla.

V okviru materialnega modela S je uporabljen Harmathyjev model v modificirani obliki (Williams-Leir, 1983), pri čemer sta v enačbi lezenja povezana viskozna deformacija in realni čas  $t$

Na podlagi velikega števila eksperimentov je Williams-Leir podal analitične izraze za parametre viskoznega lezenja  $b_1$  in  $b_2$  za različne vrste jekel. Koeficienta  $b_1$  in  $b_2$  sta funkciji konstantne napetosti  $\sigma$  (lbf/in<sup>2</sup>) in absolutne temperature  $T$  (K). Z inkrementnim pristopom je dovolj natančno zadoščeno predpostavki o konstantni napetosti in temperaturi znotraj časovnega koraka, saj z manjšanjem časovnega intervala  $\Delta t$  manjšamo tudi spremembo temperature, poleg tega pa v majhnem časovnem intervalu ni mogoča velika sprememba napetosti  $\sigma$ . Tako znotraj časovnega koraka ( $t^i, t^{i+1}$ ) prirastek viskozne deformacije  $\Delta \varepsilon_C$  izračunamo z enačbo

$$\Delta \varepsilon_C = \text{sign}(\sigma) b_1 \coth^2(b_2 \varepsilon_C) \Delta t. \quad (5)$$

Podrobnosti v zvezi z določitvijo viskoznega dela deformacije so prikazane v delih (Srpčič, 1991), (Bratina, 2003).



Slika 4 • Spreminjanje (a) napetosti na meji plastičnega tečenja in (b) elastičnega modula jekla v odvisnosti od temperature



### 3 • RAČUNSKI PRIMER: JEKLENI RAVNINSKI OKVIR

Ne primeru jeklenega ravninskega okvirja bomo analizirali primernost predstavljenega računskega postopka za analizo jeklenih linijskih konstrukcij v pogojih požara. Obravnavamo obnašanje jeklene proizvodne hale za kaširanje blaga (Trimo, 1998). Obravnavana sta dva primera lokalnih požarov, in sicer lokalni požar P1 v srednji ladji konstrukcije in lokalni požar P2 v drugi etaži zunanje ladje. S tema primeroma lokalnih požarov želimo simulirati obnašanje jeklene hale v pogojih realnega požara. Oceniti hočemo vpliv izbranega materialnega modela jekla na mehanški odziv in požarno odpornost konstrukcije ter analizirati vpliv neogrevanih elementov na obnašanje statično nedoločene konstrukcije med požarom. Predpostavimo, da je globalni in lokalni uklon iz ravnine okvirja preprečen.

#### 3.1 Računska shema in robni pogoji

Računski model obravnavanega okvirja je prikazan na sliki 5. Konstrukcija je triladijski okvir z razponi med stebri 15 m in z višino 14,9 m. Prva etaža je na višini 3,1 m, druga pa na 8,8 m. Konstrukcija je izdelana iz vroče valjanih jeklenih elementov: glavni stebri HEB 400, stebri v pritrilju HEA 450, nosilci v prvi etaži HEA 450, v drugi etaži HEA 500 ter prečke strehe IPE 300. Vsi stiki so togji. Obtežbo določimo skladno z evropskim standardom Evrokod 1 (EC1, 2004) za požarno projektno stanje

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d =$$

$$= \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (6)$$

kjer je:

$G_{k,j}$  vpliv stalne obtežbe,

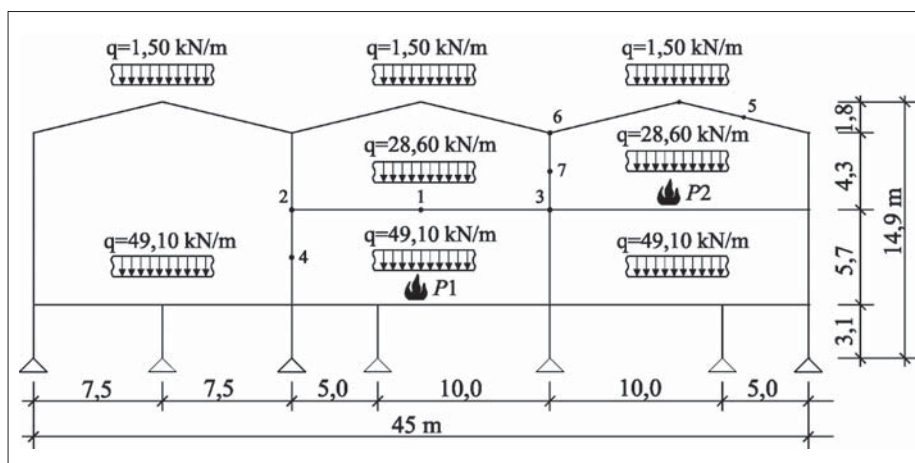
$A_d$  nezgodni vpliv (požar),

$Q_{k,1}$  vpliv prevladujoče spremenljive obtežbe in

$Q_{k,i}$  vpliv preostalih spremenljivih obtežb.

#### 3.2 Materialni model

V računu upoštevamo eliptični materialni model EC3, ki je predviden v Evrokodu 3, in bilinearni materialni model S, pri katerem upoštevamo viskozno tečenje jekla. Da bi pokazali vpliv intenzivnosti viskoznega tečenja na požarno odpornost konstrukcije,



Slika 5 • Računski model okvirja

obravnavamo dve vrsti jekla: Austen 50 (oznaka modela S1) kot primer jekla z nižjo intenzivnostjo viskoznega tečenja in A149 (S2) kot jeklo z razmeroma izrazitim viskoznim tečenjem (Williams-Leir, 1982; Srpcič, 1991). Začetni elastični modul  $E(20(^{\circ}\text{C})) = 21000 \text{ kN/cm}^2$  in začetna napetost na meji tečenja  $\sigma_y(20(^{\circ}\text{C})) = 23,5 \text{ kN/cm}^2$  sta enaka za vse elemente.

#### 3.3 Temperaturna obtežba

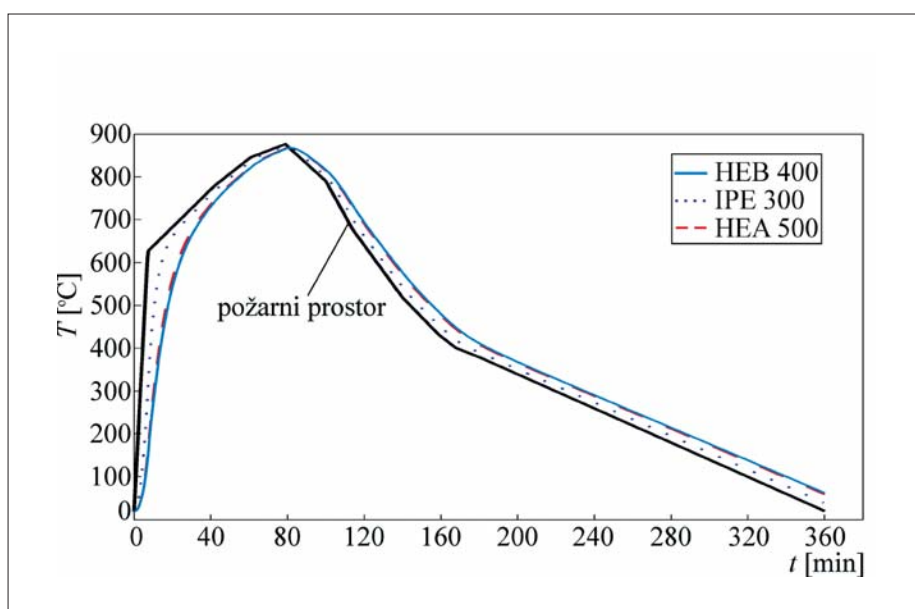
Za časovni potek temperature v požarnem prostoru izberemo parametrično požarno krivuljo LDMI-M, ki je predvidena za simulacijo

požarov v skladiščnih prostorih. Časovni razvoj temperature v ogrevanih elementih konstrukcije določimo ob predpostavki, da je temperatura elementa enakomerna. Uporabimo rekurzivno formulo, podano v Evrokodu 3 (EC3, 2003), kjer upoštevamo ustrezne masivnosti ogrevanih prerezov:

$$\Delta T_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} h_{net,d} \Delta t. \quad (7)$$

Pri tem je:

$k_{sh}$  korekcijski faktor zaradi zasenčenosti  $A_m/V$  masivnost preseza (m) ( $\text{m}^{-1}$ )



Slika 6 • Časovni razvoj temperature

$A_m$  površina elementa na enoto dolžine ( $m^2$ )  
 $V$  volumen elementa na enoto dolžine ( $m^3$ )  
 $c_a$  specifična toplota jekla ( $J/kgK$ )  
 $h_{net,d}$  neto toplotni tok na enoto ploščine ( $W/m^2$ )  
 $\rho_a$  gostota jekla ( $kg/m^3$ )  
 $\Delta t$  prirastek časa (s)

Korekcijski faktor  $k_{sh}$  je za I-profile določen z enačbo:

$$k_{sh} = 0,9 \left[ \frac{A_m}{V} \right]_b / \left[ \frac{A_m}{V} \right], \quad (8)$$

kjer je:  
 $(A_m/V)_b$  konturna masivnost prereza (angl. box value of section factor).

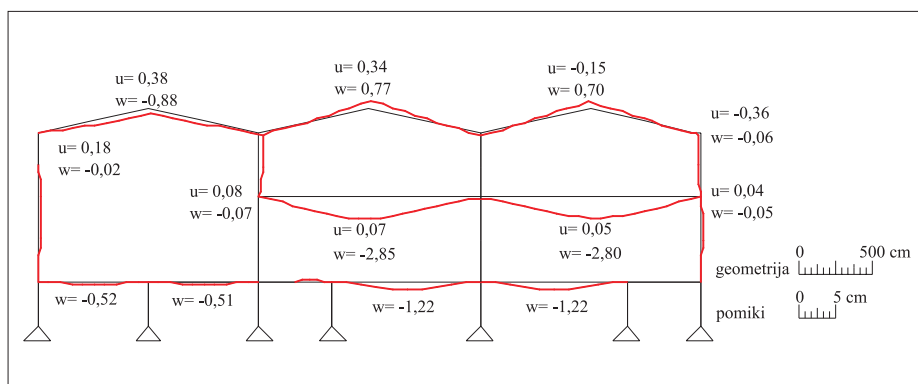
Korekcija prirastka temperature zaradi zasenčenosti dela razvejanega prereza je v rahlem nasprotju z osnovno predpostavko o enakomernem segrevanju celotnega prereza, zato za korekcijski faktor  $k_{sh}$  vzamemo vrednost 1 in smo s tem na varni strani. Prirastek časa  $\Delta t$  ne sme biti večji od 5 sekund. V primeru lokalnega požara P1 sta ogrevana stebra prereza HEB 400 ( $m = 100 m^{-1}$ ) in prečka etaže HEA 500 ( $m = 109 m^{-1}$ ). V primeru P2 pa je poleg stebrov ogrevana tudi prečka strehe prereza IPE 300 ( $m = 220 m^{-1}$ ). Pri računu razvoja temperature po elementih upoštevamo spreminjanje termičnih parametrov konstrukcijskega jekla skladno s standardom Evrokod 3. Slika 6 prikazuje časovni razvoj temperature požarnega prostora in ogrevanih elementov.

### 3.4 Analiza rezultatov

Na sliki 7 je prikazana začetna deformirana lega obravnavanega okvirja, ki ustreza mehanski obtežbi pred nastopom požarne obtežbe. V nadaljevanju analiziramo mehanski odziv jeklene hale ločeno za lokalni požar P1 in P2.

#### 3.4.1 Lokalni požar P1

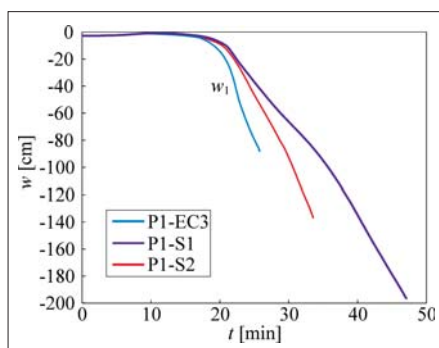
Na sliki 8 je prikazan časovni razvoj navpičnega pomika  $w$  v sredini ogrevane prečke (točka 1), na sliki 9 pa časovni razvoj osnih sil v ogrevani prečki (točka 1) in v levem ogrevanem stebri (točka 4). Rezultati kažejo, da konstrukcija lokalnega požara P1 ne preživi. V primeru P1-EC3, kjer smo za račun napetosti uporabili eliptični materialni model z oznako EC3, konstrukcija odpove pri času  $t = 26$  min ( $T_{amb} = 708$  °C), v primeru P1-S1, uporabili



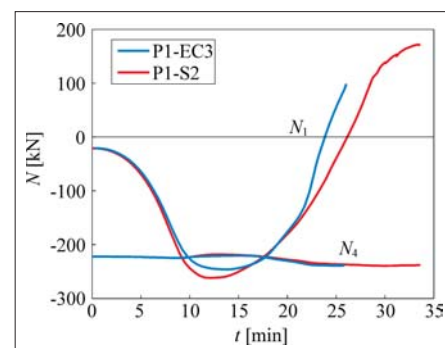
Slika 7 • Pomiki konstrukcije v času  $t = 0$  min ( $T_{amb} = 20$  °C) (vrednosti pomikov so podane v cm)

smo bilinerani model S in jeklo z nižjo intenzivnostjo viskoznega tečenja, pri času  $t = 47$  min ( $T_{amb} = 797$  °C), ter v primeru P1-S2, bilinerani model S in jeklo z izrazitim viskoznim tečenjem, pri času  $t = 34$  min ( $T_{amb} = 742$  °C). Da bi lažje sledili mehanizmu delovanja konstrukcije med požarom, je na sliki 10 prikazana deformirana oblika konstrukcije v 17 minuti (25-kratna povečava pomikov), ko temperatura v požarnem pro-

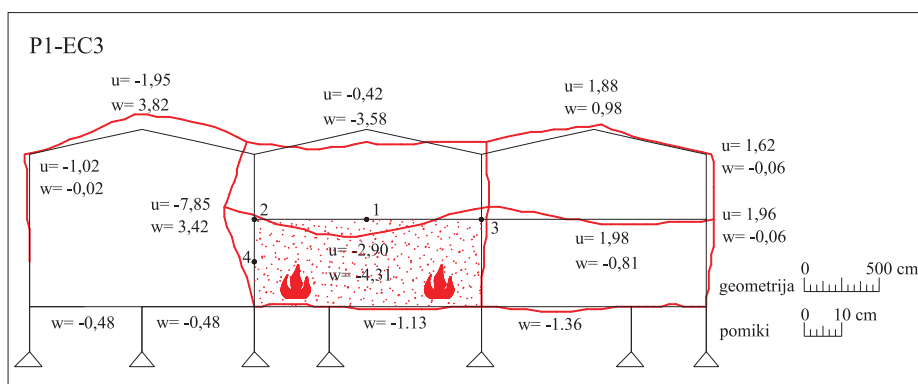
storu doseže 669 °C. Zaradi ogrevanja se prečka, ki je izpostavljena požaru (element od točke 2 do 3), razteza. Hladni del konstrukcije to raztezanje ovira, zato se v ogrevanih stebrih in prečki povečajo tlačne osne sile (slika 9). Ker je ladja na levi strani požarnega prostora brez prečke in zato bolj podajna od desnega dela konstrukcije, pride do izrazitega upogiba vmesnega stebra v levo (slika 10). Z naraščanjem temperature se upogibna togost



Slika 8 • Časovni razvoj navpičnega pomika  $w$  v točki 1



Slika 9 • Časovni razvoj osne sile  $N$  v točkah 1 in 4

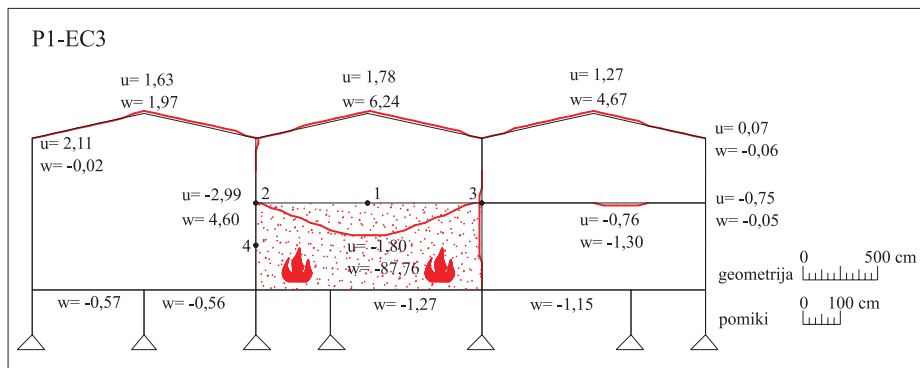


Slika 10 • Pomiki konstrukcije v času  $t = 17$  min ( $T_{amb} = 669$  °C) za primer P1-EC3 (vrednosti pomikov so podane v cm)

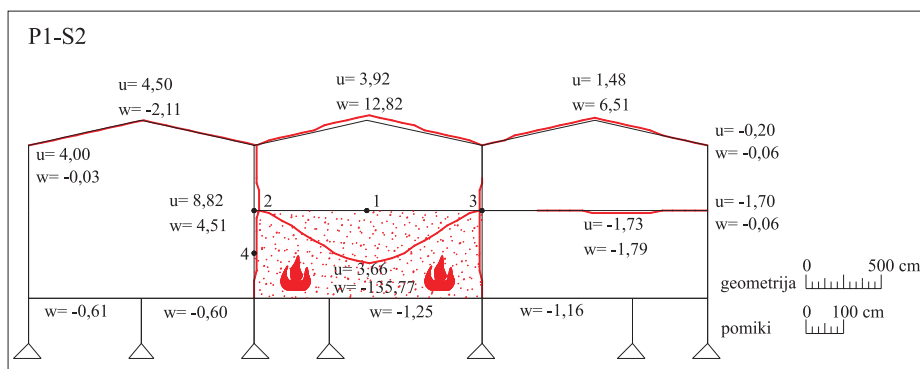
ogrevanih stebrov in prečke hitro zmanjšuje, kar pripelje do nastanka upogibnih plastičnih členkov na koncih prečke. S tem postane navpična obtežba prečke spet dominantna, stebber se zravna, navpični pomik v polju prečke pa začne hitro naraščati. Osnna sila v prečki s tem preide v natezno območje in obtežba prečke se odslej vse do porušitve prenaša predvsem s tako imenovanim vrvnim učinkom. Sliki 11 in 12 prikazujeta deformirani obliki konstrukcije tik pred porušitvijo za materialna modela P1-EC3 in P1-S2. Porušna konfiguracija je v obeh primerih podobna, manjša požarna odpornost v primeru P1-EC3 pa je posledica hitrejšega zmanjševanja togostnih karakteristik jekla ( $E$ ,  $f_y$ ,  $f_t$ ) v območju visokih temperatur in odsotnosti utrjevanja pri modelu EC3 v primerjavi z modelom S. Pomembna pa je tudi vloga viskoznih deformacij pri modelu S, zaradi katerih pride v statično nedoločeni konstrukciji do prerazporeditve notranjih sil in s tem do podaljšanja stabilnega stanja konstrukcije.

### 3.4.2 Lokalni požar P2

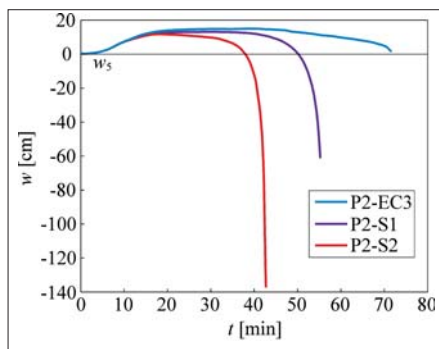
Podobno kot v prvem primeru tudi tukaj konstrukcija ne preživi lokalnega požara. Kakor kaže slika časovnega razvoja navpičnega pomika  $w$  v točki 5 (slika 13), pride do porušitve kasneje, in sicer v primeru P2-EC3 pri času  $t = 72$  min ( $T_{amb} = 864$  °C), v primeru P2-S1 pri času  $t = 54$  min ( $T_{amb} = 820$  °C) ter v primeru P2-S2 pri času  $t = 43$  min ( $T_{amb} = 782$  °C). V vseh omenjenih primerih gre za lokalno porušitev strešne prečke nad požarnim prostorom v zgornji etaži desne zunanje ladje. Prvi razlog za večjo požarno odpornost je v razliki izkoriščenosti nosilnosti ogrevanih prerezov. V primeru P1 je izkoriščenost ogrevane prečke v drugi etaži na začetku 50 %, izkoriščenost ogrevane prečke strehe v primeru P2 pa le 20 %. Drugi vzrok pa je v tem, da je temperaturno raztezanje in deformiranje zunanjih ogrevanih elementov nasploh v primeru P2 znatno manj ovirano (slike 15 do 17), saj preostali, neogrevani del konstrukcije v tem primeru bistveno manj sodeluje pri prevzemanju dodatnih obremenitev zaradi požara. Zaradi tega so tudi spremembe osnih sil v ogrevanih elementih bistveno manjše kot v primeru P1 (slika 14). Razlike med kritičnimi časi pri posameznih materialnih modelih pa so v primeru P2 bolj izrazite. V primeru P2-S2 pride do porušitve približno pol ure, v primeru P2-S1 pa 18 minut prej kot v primeru P2-EC3. Razlog je v bistveno višjih temperaturah ogrevanih elementov, zaradi česar se pri modelih S razvijejo izrazite



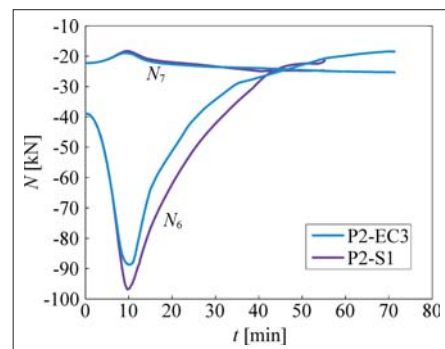
Slika 11 • Pomiki konstrukcije tik pred porušitvijo  $t = 26$  min ( $T_{amb} = 708$  °C) za primer P1-EC3 (vrednosti pomikov so podane v cm)



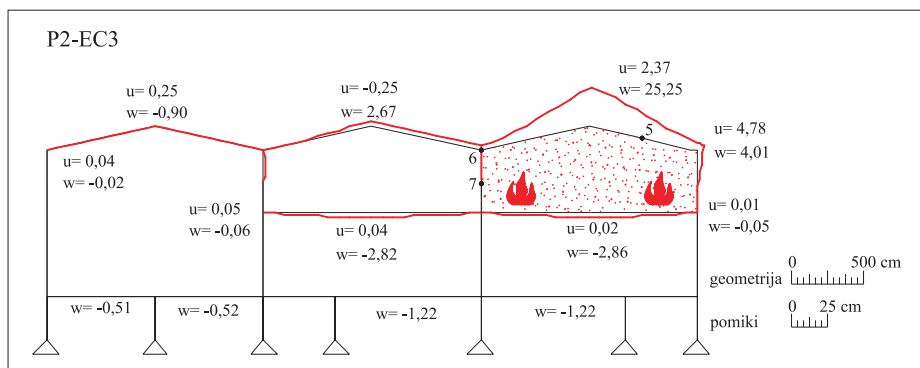
Slika 12 • Pomiki konstrukcije tik pred porušitvijo  $t = 34$  min ( $T_{amb} = 742$  °C) za primer P1-S2 (vrednosti pomikov so podane v cm)



Slika 13 • Časovni razvoj vertikalnega pomika  $w$  v točki 5

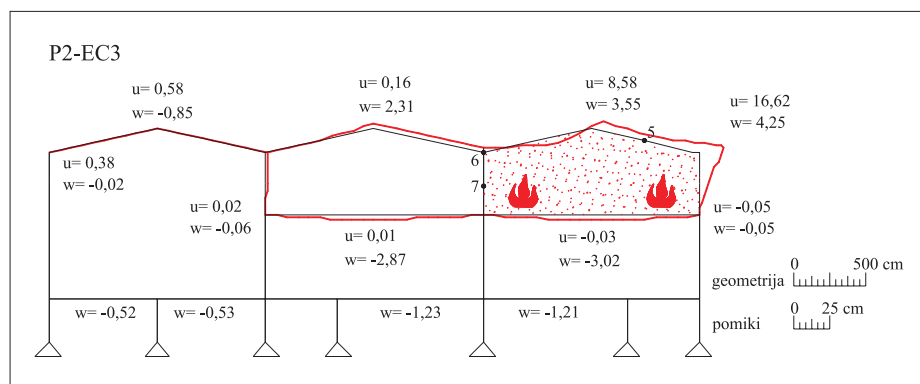


Slika 14 • Časovni razvoj osne sile  $N$  v točkah 6 in 7

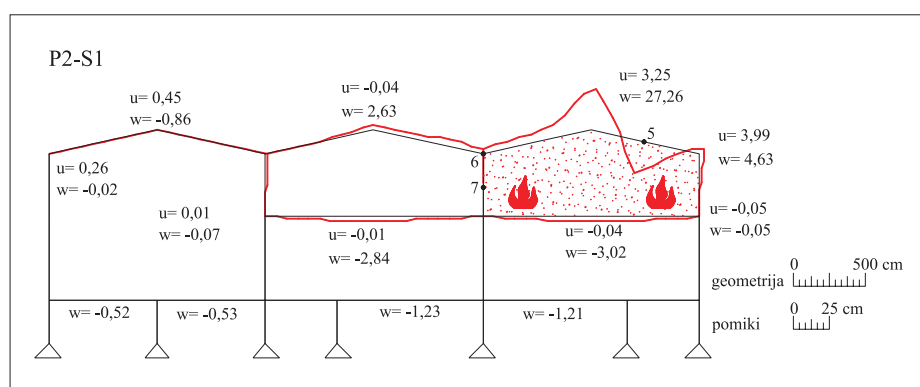


Slika 15 • Pomiki konstrukcije v času  $t = 30,5$  min ( $T_A = 724,04$  °C) za primer P2-EC3 (vrednosti pomikov so podane v cm)

viskozne deformacije, kar povzroči hitro mehčanje ogrehtih elementov in s tem znatno povečanje skupne geometrijske deformacije. Tako pride do lokalne porušitve občutno prej kot pri modelu P2-EC3, v katerem viskozne deformacije niso eksplicitno upoštevane. To je razvidno tudi iz časovnega poteka navpičnega pomika v točki 5 (slika 13). Pri nizkih temperaturah se pomik pri vseh treh modelih razvija praktično brez razlik, pri višjih temperaturah pa se pri modelih S pomiki zaradi izrazitih viskoznih deformacij znatno hitreje povečujejo. Občutne so tudi razlike v končnih vrednostih pomikov in s tem tudi razlike v porušnih konfiguracijah, kar je za modela P2-EC3 in P2-S1 prikazano na slikah 16 in 17.



Slika 16 • Pomiki konstrukcije tik pred porušitvijo  $t = 71,5$  min ( $T_A = 863,5$  °C) za primer P2-EC3 (vrednosti pomikov so podane v cm)



Slika 17 • Pomiki konstrukcije tik pred porušitvijo  $t = 53,53$  min ( $T_A = 819,8$  °C) za primer S1 (vrednosti pomikov so podane v cm)

#### 4 • SKLEP

V članku je predstavljen računski postopek za nelinearno analizo mehanskega odziva jeklenih konstrukcij na sočasen vpliv mehanske in požarne obtežbe. Upoštevana je materialna in geometrijska nelinearnost. Na računskem primeru ravninskega jeklenega okvirja so prikazane razlike med rezultati računske analize ob uporabi časovno neodvisnega materialnega modela v skladu z evropskim standardom Evrokod 3 in bolj realističnega modela, ki upošteva tudi eksperimentalno potrjeno časovno odvisno viskozno lezenje jekla pri visokih temperaturah. Obravnavana sta

dva požarna scenarija glede na možnost izbruha lokaliziranega požara v rastru okvirja. Rezultati kažejo občutne razlike. Pomembna je ugotovitev, da časovno neodvisni materialni model EC3, zasnovan na predpostavki, da je v neelastičnem delu zajeto tako plastično kakor tudi viskozno tečenje, v prvem scenariju pripelje do nižje, v drugem pa do višje požarne odpornosti kakor časovno odvisen materialni model. To pomeni, da iz rezultatov ne moremo izpeljati splošne potrditve pričakovanja, da je v standardu Evrokod 3 predlagani materialni model primerno konservati-

ven, torej v vseh možnih primerih na varni strani. Primerjava obeh primerov tudi pokaže, da v primeru P1 pride do porušitve konstrukcije zaradi globalne izgube stabilnosti, v primeru P2 pa do lokalne porušitve, pri čemer ostali elementi konstrukcije bistveno manj sodelujejo pri prevzemanju obremenitev zaradi temperaturnih sprememb. V splošnem velja, da je ugodno, če se konstrukcija v primeru lokaliziranega požara obnaša globalno, kar pripomore k večji požarni odpornosti. To ugotovitev moramo upoštevati v fazi projektiranja ter konstrukcijo in njene posamezne elemente vključiti v celoto tako, da čim večji del konstrukcije sodeluje pri prenašanju požarnih vplivov oziroma pri prerazporeditvi obremenitev po hladnem delu konstrukcije.



## 5 • LITERATURA

- Bratina, S., Odziv armiranobetonskih linijskih konstrukcij na požarno obtežbo, doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, 2003.
- Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.2: General rules – Structural fire design, EN 1993-1-2, 2003.
- Huang, Z.F., Tan, K.H., Effects of external bending moments and heating schemes on the responses of thermally-restrained steel columns, Engineering structures, 2004.
- Construction metallique, Methode de prevision par le calcul du comportement au feu des structures en acier, Document technique unifie, 1976.
- Newman, G.M., Robinson, J.T., Bailey, C.G., Fire safe design: A new approach to multy-storey steel- framed buildings, Berkshire, SCI, 2001.
- Planinc, I., Račun kritičnih točk konstrukcij s kvadratično konvergentnimi metodami, doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, 1998.
- SIST EN 1991-1-2:2004 – Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – 1-2.del: Splošni vplivi – Vplivi na konstrukcije, izpostavljene požaru, 2004.
- Srpčič, S., Račun vpliva požara na jeklene konstrukcije, doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, 1991.
- Statični račun, Proizvodna hala za kaširanje blaga, Trimo d.d., 1998.
- Williams-Leir, G., Creep of structural steel in fire: Analytical expressions, Fire and materials, 1983.